Revista Internacional de
**Ingeniería
de Estructuras**

Vol. 26, 1, 61-87 (2021)

BRIDGE HYDROLOGICAL HAZARD CHARACTERIZATION FOR PURPOSES OF ANALYSIS BY LOCAL SCOUR

José Giovanni Cruz [1], M. Consolación Gómez-Soberón [2] , David De-León-Escobedo [3]

[1] Posgrado en Ingenería Estructural. Universidad Autónoma Metropolitana. Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, CDMX, México. yovannovic@gmail.com
[2] Profesor. Departamento de materiales. Universidad Autónoma Metropolitana. Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, CDMX, México. cgomez@azc.uam.mx
[3] Profesor. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Autónoma del Estado de México, Cerro de Coatepec S/N, Estado de México, México. daviddeleonescobedo@yahoo.com.mx

Received: December 2020. Accepted: February 2021
Published: March 2021

ABSTRACT

A methodology is presented for estimating the local scour of a bridge based on random histories of the two most important hydraulic parameters for this purpose: flow depth and mean flow velocity; these histories represent those possible to demand the bridge during its service life. The methodology is based on the hydrological modeling of the basin by means of a digital terrain elevation model and the calibration of the GR4J model, to establish the relationship between the history of discharge and rainfall recorded in a sub-basin. The simulation of random precipitation events was carried out using the simulation by Monte Carlo, taking into account the dependence between climatological stations by means of the bivariate copulas theory; arrival times were estimated considering a Poisson process. Mean velocity and flow depth were computed by solving the Manning equation with an equivalent trapezoidal area. The hazard assessment has a more rigorous estimate of the local scour that is predicted in the structure, with which its probability of an unsafe state can be obtained.

Keywords: Local scour. Hydrological hazard. Bridges.

CARACTERIZACIÓN DE LA AMENAZA HIDROLÓGICA DE UN PUENTE CON FINES DEL ANÁLISIS POR SOCAVACIÓN LOCAL

RESUMEN

Se presenta una metodología para la estimación de socavación local de un puente en función de historias aleatorias de los dos parámetros hidráulicos más importantes para este fin: tirante y velocidad media del flujo; estas historias representan aquellas posibles acciones a las que se someterá el puente en su vida de servicio. La metodología se basa en la modelación hidrológica de la cuenca de aportación con ayuda de un modelo digital de elevación del terreno y la calibración del modelo GR4J, para establecer la relación entre la historia de gastos y precipitaciones registradas en una subcuenca. La simulación de eventos de precipitación aleatorios se realizó usando la técnica de simulación por Monte Carlo, tomando en cuenta la dependencia entre estaciones climatológicas mediante la teoría de cópulas bivariadas; los tiempos de llegada se estimaron considerando un proceso de Poisson. El cálculo de la velocidad y tirante se logró resolviendo la ecuación de Manning con un área trapezoidal equivalente. Con la evaluación de la

http://dx.doi.org/10.24133/riie.v26i1.1959

peligrosidad se tiene una estimación más rigurosa de la socavación local que se pronostica en la estructura, con la cual se puede obtener su probabilidad de un estado inseguro.

Palabras claves: Socavación local. Amenaza hidrológica. Puentes.

1 Introducción.

El número de puentes colapsados cada año pone de manifiesto el problema de socavación alrededor del mundo, Imhof (2004) reporta que casi el 60% de los puentes colapsados en el mundo entre 1813 y 2004 fallaron por socavación. En Estados Unidos, Wardhana y Hadiprioni (2003) encontraron que de los puentes que fallaron en el periodo 1997-2000, un 48% ocurrieron por socavación. La situación es muy parecida en otros lugares del mundo, por ejemplo, en Nueva Zelanda, Melville y Coleman (2000) reportaron que podían atribuir el colapso de un puente cada año al fenómeno de socavación. Park *et al.* (2012) indican que, durante los últimos 20 años, aproximadamente 1000 puentes sufrieron daño en Corea del Sur y que la mayoría de estos daños fueron provocados por socavación. La sociedad de investigación JBA trust (2013) encontró que 131 puentes de ferrocarril han tenido algún tipo de falla como resultado de 65 avenidas máximas en el periodo que comprende de 1846 a 2013 en el Reino Unido. En México, Frías (2014) reporta que en el periodo de 1997-2013, 51 puentes fueron afectados por fenómenos hidrometerológicos provenientes del Océano Pacífico y 45 puentes por fenómenos provenientes del Océano Atlántico; en su trabajo también presenta el número de puentes afectados, colapsados y reconstruidos. Los autores de este trabajo (Cruz *et al.*, 2017) encontraron un promedio de 2.5 puentes colapsados anualmente en México, este promedio se obtuvo de la recopilación de colapsos en un periodo de 20 años (1997-2017), algunas de las características más recurrentes en estos puentes colapsados son: longitudes menores a 50 metros, apoyo intermedio tipo muro rectangular de mampostería, estribo tipo derramado o ala, esviajes menores a 10 grados y ubicación cercana a la costa del Pacífico mexicano. La distribución de los puentes colapsados se puede ver en la Figura 1.



Figura 1 Distribución de colapsos de puentes en México de 1997 a 2017.

Específicamente, en México, de información disponible en diversas fuentes, Cruz *et al.*, (2017) muestran que la mayoría de los colapsos fueron de tipo parcial, es decir, aquellos en los que uno o pocos claros colapsaron (ver Figura 2). La socavación local solo en apoyos interiores (columnas y muros) o estribos tuvo el mismo porcentaje, un 40%, mientras que la socavación en ambos elementos fue de un 12%, como se muestra en la Figura 3. Esto indica que la socavación es igual de importante en apoyos intermedios y estribos. Para describir el tipo de columna y estribo, que se comentan posteriormente, se utilizó la notación indicada en Melville y Coleman (2000).

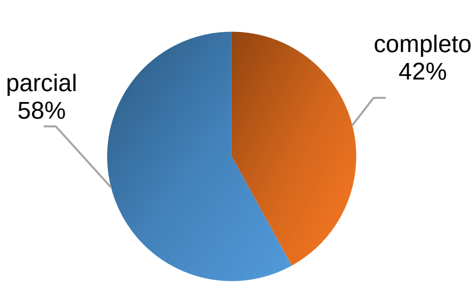


Figura 2 Tipo de colapso

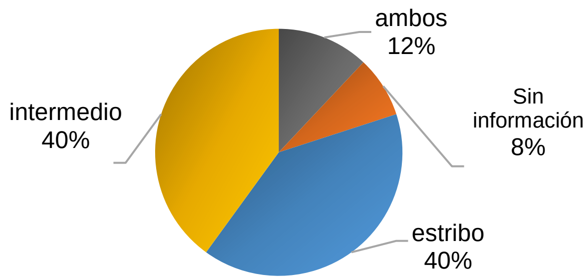


Figura 3 Elemento socavado

Los puentes colapsados más recurrentes eran los que tenían menos de 50 m de longitud con un 42%, mientras que los puentes con longitud de 51-100 m un 14%, entre 101- 150 m un 24%, entre 201-300 m un 8% y de 700 a 900 m un 4%, como se puede observar en la Figura 4. La mayoría (47) de los puentes eran de dos líneas de tráfico (94%), uno de ellos tenía seis líneas y dos puentes tenían cuatro líneas. El tipo de apoyo intermedio más recurrente es de tipo muro rectangular (ver Figura 5), con un 21%. El tipo de muro menos recurrente es el de tipo diamante. De estos muros se logró identificar el tipo de material con el que fueron fabricados, para muro oblongo, uno era de mampostería; para muro rectangular uno era de mampostería y cinco de concreto; para muro diamante, uno de mampostería y uno de concreto.

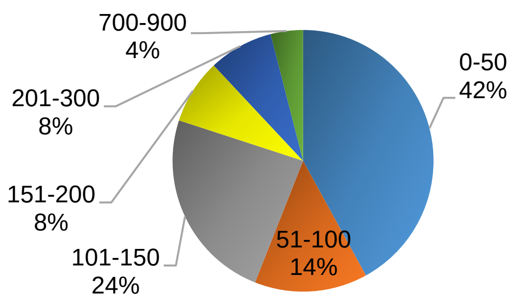


Figura 4 Longitudes de los puentes.

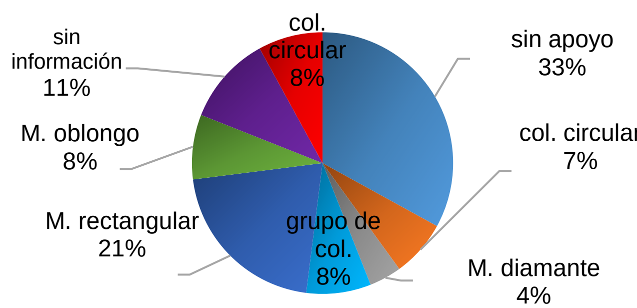


Figura 5 Tipo de apoyo intermedio.

La mayoría de los puentes colapsados tenían estribos tipo derramado y ala, con un 22% en ambos casos (ver Figura 6), estos tipos de estribos son los que reducen más el área hidráulica ya que en su mayoría son de grandes dimensiones. Para el caso de estribo vertical, cuatro eran de mampostería y cuatro de concreto; para el estribo de ala nueve eran de mampostería y dos de concreto; en el caso del estribo tipo derramado, uno era de mampostería y diez de concreto (hubo casos en los que no se pudo identificar el material). El año en el que se reportaron más colapsos fue 1998 con diez colapsos, todos provocados por los huracanes Isis y Earl, y todos ocurrieron en el estado de Chiapas, al sur de México. El 64% de los puentes cruzaban un río de tipo meándrico (curva pronunciada) y el resto de tipo recto, la mayoría de los puentes tenían esviajes entre 0-10 grados, como se observa en la Figura 7.

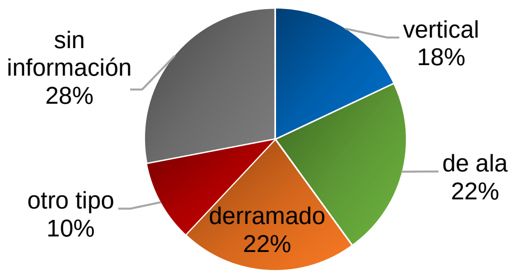


Figura 6 Tipo de estribo.

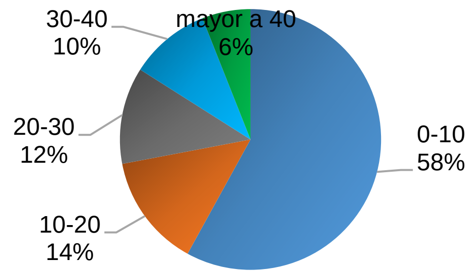


Figura 7 Ángulo de esviaje.

Una conclusión importante de la recopilación de los puentes colapsados es que en todos los casos el colapso se generó por inestabilidad en los apoyos, debida a grandes profundidades de socavación generadas por eventos hidromoterológicos; el daño se atribuye sólo a la caída de los elementos al lecho de río por pérdida de sustento. A manera de ejemplo de lo antes mencionado, en la Figura 8 se puede ver el colapso parcial del puente Tepuzapa ubicado en Chiapas en el año 2005, el cual presentó asentamiento de uno de sus apoyos; la subestructura de este puente eran marcos de concreto reforzado desplantados sobre pilas (Rivera *et al.,* 2006); a pesar de que no se aprecia que sus elementos estructurales hayan tenido daño que los haya hecho incursionar en comportamiento no lineal, el puente quedó en estado de inoperabilidad debido a los altos desplazamientos en apoyos y cubierta; en la Figura 9 se puede ver una foto del puente rehabilitado. En la Figura 10 se puede apreciar el colapso del puente Coyuca en 2013, en el estado de mexicano de Guerrero, debido al huracán Manuel. Como en el caso del puente Tepuzapa, el colapso del puente Coyuca se atribuye a inestabilidad estructural debida a la pérdida de un apoyo interior que se movió por la gran profundidad de socavación, generando que dos claros cayeran íntegramente al lecho del río Coyuca. Este puente fue reconstruido en el año 2014 (ver Figura 11), resolviendo su cimentación con pilas de 1.2 m de diámetro y profundidad de 21 m (Freyssinet, 2014).



Figura 8 Daño en el puente Tepuzapa (Rivera *et al*., 2006)



Figura 9 Reconstrucción puente Tepuzapa (Frías, 2013)



Figura 10 Colapso puente Coyuca I (SCT, 2014)



Figura 11 Reconstrucción puente Coyuca I (SCT, 2014)

La información de puentes colapsados mostrada anteriormente pone de manifiesto la necesidad de una buena estimación de la máxima profundidad de socavación que puede presentar un puente en su vida de servicio, con el fin de tomarla en cuenta en el diseño estructural y evitar daños. La forma de conseguir esta estimación es mediante un buen modelado de la amenaza hidrológica, sin embargo, para fines de diseño por socavación, este cálculo es un tema relativamente nuevo. Por ejemplo, el Cuerpo de ingenierieros de la armada de Estados Unidos (Corps of engineers, 2013) menciona que antes de 1988 en ese país no se tomaba en cuenta el cálculo de la amenaza hidrológica en el diseño de puentes nuevos. Recientemente, las recomendaciones AASHTO (2015) proponen que los estudios hidrológicos e hidráulicos se lleven a cabo con un grado de detalle proporcional al grado de importancia y riesgos asociados al puente. En este trabajo se propone una serie de pasos para caracterizar la amenaza hidrológica, con lo cual se puede hacer una mejor estimación de la profundidad de socavación local en puentes con cuencas de aportación en las que no hay información disponible de gasto en su salida (punto del puente) pero sí alguna dentro de ella.

2 Descripción del caso de estudio

Como caso de estudio se analiza el puente Tonalá 2 construido en el año 1995, ubicado en el km 41+530 de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa (ver Figura 12 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), con sentido de la circulación en dirección Villahermosa. La tipología del puente se puede observar en la Figura 13, consta de siete claros: dos claros extremos de 33 m y los cinco restantes de 36 m, para dar una longitud total de 246 m. La cimentación se basa en pilas circulares de 5 m de diámetro; el nivel de desplante menor en la fecha de construcción fue de 26.1 m y corresponde a la pila C5 (ver Figura 13). El suelo en sitio está en su mayoría formado por arena (SCT, 2011), se consideró con un diámetro de 0.85 mm.

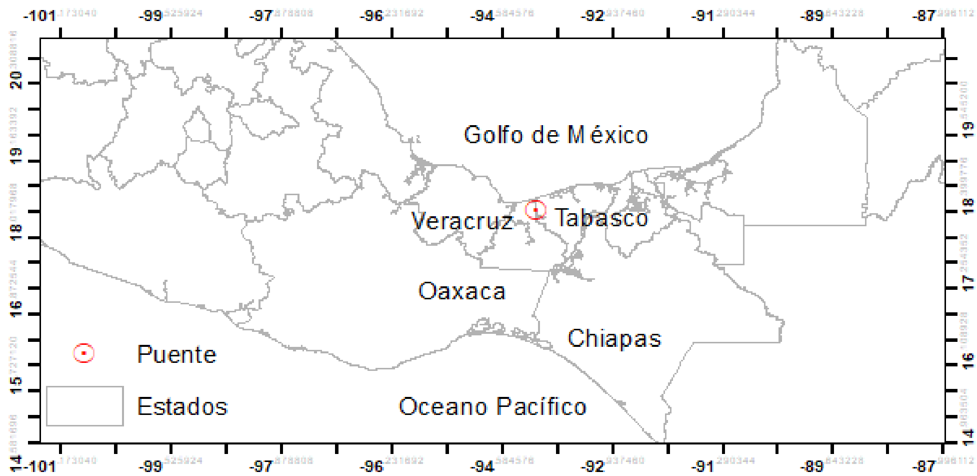


Figura 12 Ubicación del Puente Tonalá 2.

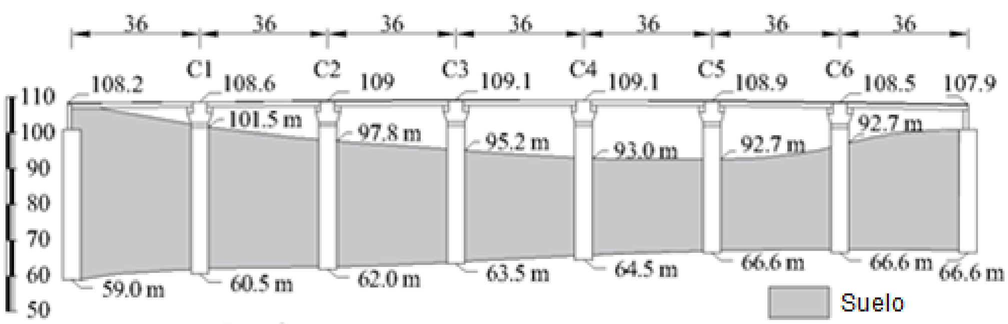


Figura 13 Tipología del Puente Tonalá (dimensiones en metros).

3 Cuenca de aportación al puente y área transversal de río

La cuenca de aportación al puente Tonalá 2 (ver Figura 14) fue obtenida mediante el análisis de Modelos Digitales de Elevación con resolución de 12.5 m obtenidos de forma libre de la página web del Satélite de Alaska (disponible en https://asf.alaska.edu), misma que tiene un área de 4321 km². Mediante este análisis se obtuvo también el área transversal del río en el sitio del puente y se idealizó mediante un área trapezoidal equivalente con relación de aspecto de 6H:1V (ver Figura 15). El listado de las estaciones climatológicas con influencia en la cuenca de aportación al puente se puede ver en la Tabla 1, estas estaciones pertenecen a la red de estaciones climatológicas de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA-SMN, 2020). La selección de las estaciones climatológicas con influencia en la cuenca de aportación al puente se realizó mediante el trazo de los polígonos de Thiessen (ver Figura 16). Las estaciones climatológicas asociadas a estos polígonos se pueden ver en la Tabla 2.

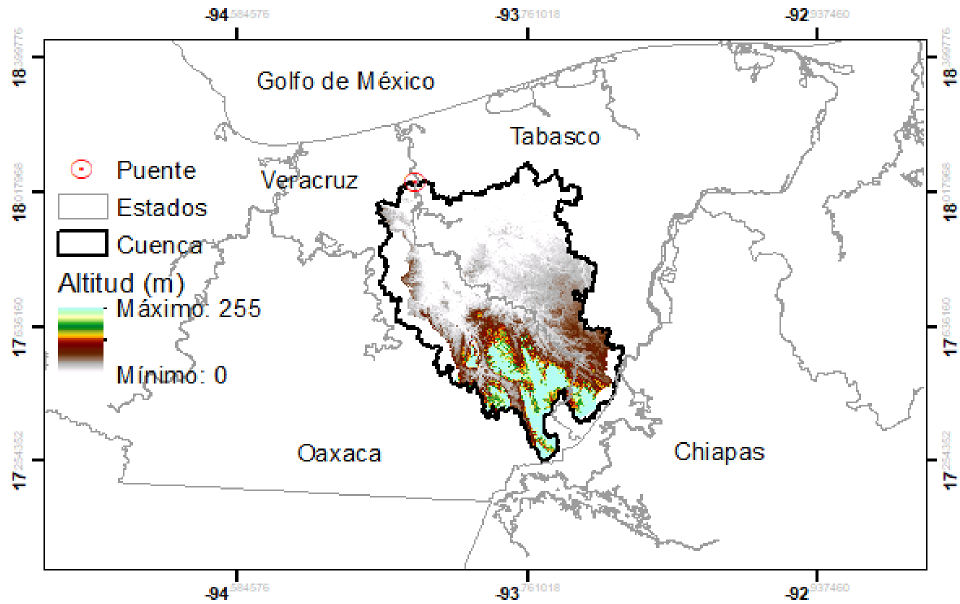


Figura 14 Cuenca de aportación del puente Tonalá 2.

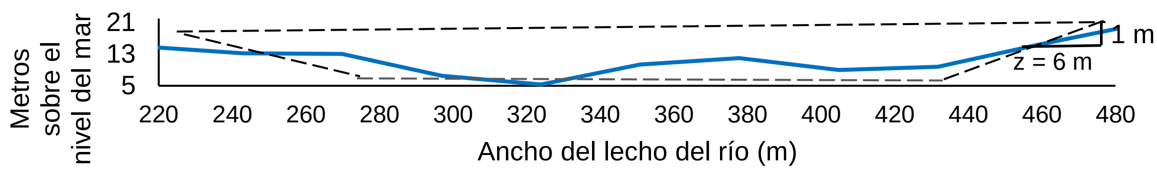


Figura 15 Área transversal de río en el sitio del puente en línea contínua y área trapezoidal equivalente en línea cortada.

4 Modelo GR4J para el cálculo de gasto

Para encontrar el gasto en el sitio del puente se utilizó el modelo lluvia-escorrentia agregado de cuatro parámetros y aproximación diaria GR4J (Perrin *et al.*, 2003). El modelo original cuenta con cuatro parámetros llamados: capacidad del tanque de producción $X1$, coeficiente de aguas subterráneas $X2$, capacidad del tanque de transferencia $X3$ y tiempo base del hidrogáma unitario $X4$, como se muestran en la Tabla 3. El diagrama de flujo de este método se puede ver en la Figura 17; en éste la precipitación y evapotranspiración potencial se denotan como P y E respectivamente. P se calculó mediante los registros de precipitación diaria en las estaciones con influencia a la estación hidrométrica 29010 (CONAGUA-BANDAS, 2020). E puede ser un valor promedio diario de largo plazo, ya que la variación es muy baja como más adelante se va a demostrar en este trabajo (Barco *et al.*, 2000; Chávez y Jaramillo, 1999). Todas las cantidades se trabajan en milímetros (mm).

El primer paso en el método es determinar la lluvia y evapotranspiración neta, P_n y E_n, respectivamente.

$$\text{Si } P > E, \text{entonces } P_n = P - E \text{ y } E_n = 0 \quad (1)$$

$$\text{Si } P < E, \text{entonces } P_n = 0 \text{ y } E_n = E - P \quad (2)$$

En caso de que P_n sea diferente de cero, una fracción P_s de P_n va a la producción del tanque, determinada con la ecuación (3).

$$P_s = \frac{X1\left(1 - \left(\frac{S}{X1}\right)^2\right)\tanh\left(\frac{P_n}{X1}\right)}{1 + \frac{S}{X1}\tanh\left(\frac{P_n}{X1}\right)} \tag{3}$$

donde S es el nivel del tanque de producción en mm, como se puede observar en el diagrama de la Figura 17.

Tabla 1 Propiedades de las estaciones climatológicas con influencia en la cuenca de aportación del puente (CONAGUA-SMN, 2020).

Clave	Nombre	Ubicación	Altitud (msnm)	Latitud (°)	Longitud (°)
27003	Blasillo	Huimanguillo, Tabasco.	5	18.045	-93.966
27015	Francisco Rueda	Huimanguillo, Tabasco.	7	17.836	-93.941
27037	Pueblo Nuevo	Centro, Tabasco.	21	17.854	-93.879
27060	Gonzalez	Centro, Tabasco.	11	17.973	-93.768
27007	Centro experimental W-75	Cardenas, Tabasco.	12	18.001	-93.619
27026	La venta	Huimanguillo, Tabasco.	10	18.098	-94.046
27032	Mezcalapa	Huimanguillo, Tabasco.	44	17.647	-93.397
27033	Mosquitero	Huimanguillo, Tabasco.	50	17.733	-93.633
07020	Vertedor 1-2-3	Tecpatan, Chiapas.	270	17.221	-93.734
07106	Las peñitas	Ostuacan, Chiapas.	110	17.401	-93.450
07368	Tortuguero (CFE)	Tecpatan, Chiapas.	98	17.217	-93.581
30063	Francisco Villa	Las Choapas, Veracruz.	137	17.506	-94.040
30167	Tancochapa	Las Choapas, Veracruz.	13	17.874	-94.089
30172	Tecuanapa	Las Choapas, Veracruz.	6	17.788	-94.196
30327	Tierra morada	Las Choapas, Veracruz.	10	17.572	-94.163
30383	San José del Carmen	Las Choapas, Veracruz.	13	17.931	-94.214

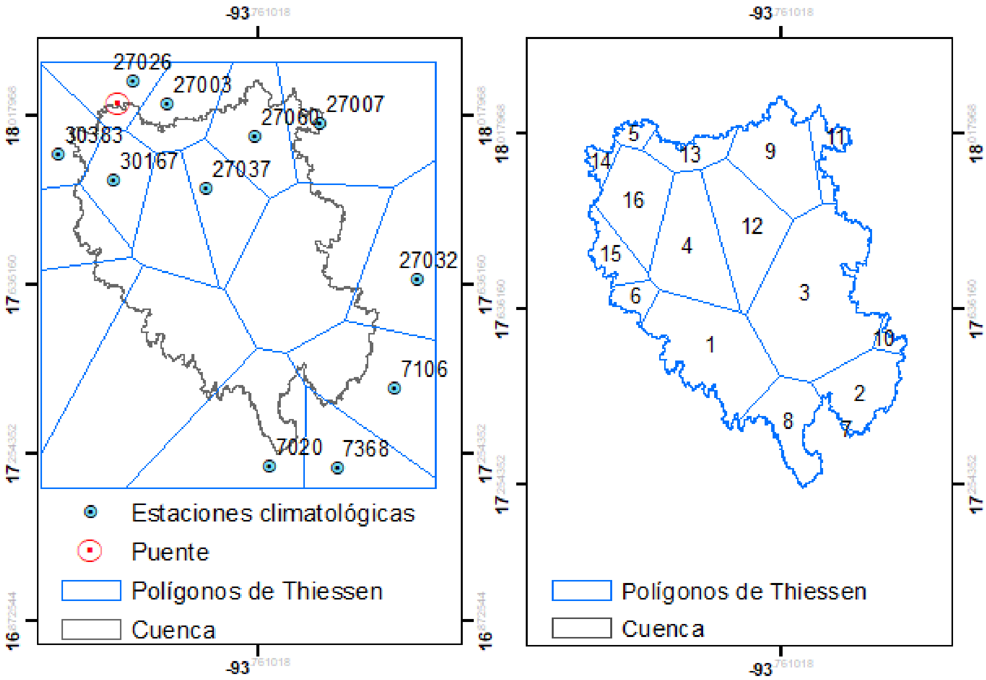


Figura 16 Polígonos de Thiessen asociados a las estaciones climatológicas con influencia en la cuenca de aportación.

Tabla 2 Áreas de influencia de las estaciones climatológicas dentro de la cuenca de aportación del puente (CONAGUA-SMN, 2020).

No.	Área (km²)	Estación climatológica asociada
1	712.95	30063
2	331.91	7106
3	1120.00	27033
4	560.79	27015
5	60.81	27026
6	91.39	30327
7	4.72	7368
8	311.00	7020
9	486.60	27060
10	42.24	27032
11	110.50	27007
12	518.77	27037
13	162.07	27003
14	58.50	30383
15	165.68	30172
16	419.09	30167

Tabla 3 Descripción de los parámetros del modelo GR4J.

Parámetro	Descripción	Unidades
$X1$	Capacidad máxima del tanque de producción.	mm
$X2$	Coeficiente de intercambio de aguas subterráneas (el cual es positivo en caso de ganancia y negativo en caso de pérdida o nulo).	mm
$X3$	Capacidad del tanque de transferencia.	mm
$X4$	Es el tiempo base del hidrograma unitario HU.	Días

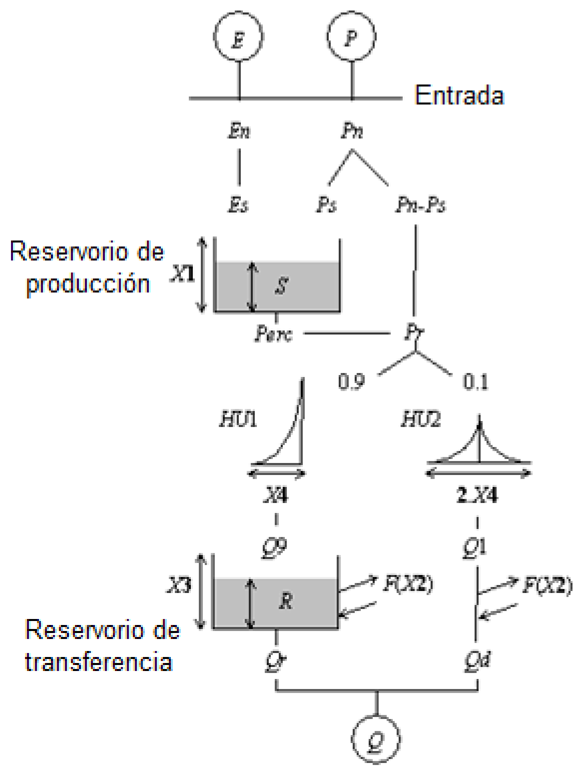


Figura 17 Diagrama de flujo del método GR4J (Perrin *et al.*, 2003).

De otro modo, cuando E_n es diferente de cero, una parte de la evapotranspiración E_s es removida del tanque de producción, esto es:

$$E_s = \frac{S\left(2 - \frac{S}{X1}\right)\tanh\left(\frac{E_n}{X1}\right)}{1 + \left(1 - \frac{S}{X1}\right)\tanh\left(\frac{E_n}{X1}\right)} \qquad (4)$$

El nivel del tanque de producción se actualiza mediante:

$$S = S - E_s + P_s \qquad (5)$$

La precolación (filtración) P_{erc} que se produce desde el tanque de producción se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_{erc} = S\left\{1 - \left[1 + \left(\frac{4S}{9X1}\right)^4\right]^{-1/4}\right\} \tag{6}$$

Con este último cálculo, el nivel del tanque de producción se actualiza de nuevo mediante:

$$S = S - P_{erc} \tag{7}$$

La cantidad de agua P_r que finalmente alcanza la zona de tanque de transferencia del modelo es:

$$P_r = P_{erc} + (P_n - P_s) \tag{8}$$

P_r es dividido entre dos componentes, 90% que es dirigido por el hidrograma unitario $HU1$ y el otro 10% por el hidrograma unitario $HU2$. Estos dos hidrogramas dependen del mismo parámetro $X4$, el tiempo base de $HU1$ es expresado en días.

Las ordenadas de los hidrogramas son calculadas de las curvas S (la acumulación de la proporción de lluvia unitaria tratada por el hidrograma en función del tiempo), denotadas $SH1$ y $SH2$, respectivamente.

$SH1$ es definido en función del tiempo por:

$$SH1(t) = 0; \text{para } t = 0 \tag{9}$$

$$SH1(t) = \left(\frac{t}{X4}\right)^{5/2} \text{ para } 0 < t < X4 \tag{10}$$

$$SH1(t) = 1 \text{ para } t > X4 \tag{11}$$

$SH2$ es definido en función del tiempo por:

$$SH2(t) = 0 \text{ para } t = 0 \tag{12}$$

$$SH2(t) = \frac{1}{2}\left(\frac{t}{X4}\right)^{5/2} \text{ para } 0 < t < X4 \tag{13}$$

$$SH2(t) = 1 - \frac{1}{2}\left(2 - \frac{t}{X4}\right)^{\frac{5}{2}} \text{ para } X4 < t < 2X4 \tag{14}$$

$$SH2(t) = 1 \text{ para } t > 2X4 \tag{15}$$

Las ordenadas de $HU1$ y $HU2$ se obtienen mediante:

$$UH1(j) = SH1(j) - SH1(j-1) \quad (16)$$

$$UH2(j) = SH2(j) - SH2(j-1) \quad (17)$$

donde j es un número entero.

Para cada incremento de tiempo i, las salidas de gasto al 90% y 10% Q_9 y Q_1 de los hidrogramas son calculados como:

$$Q_9(i) = 0.9 \sum_{k=1}^{l} UH1(k) P_r(i-k+1) \quad (18)$$

$$Q_1(i) = 0.1 \sum_{k=1}^{m} UH2(k) P_r(i-k+1) \quad (19)$$

donde:

$$l = \mathrm{int}(X4) + 1 \quad (20)$$

$$m = \mathrm{int}(2X4) + 1 \quad (21)$$

donde: $\mathrm{int}()$ es la parte entera del número.

Un término de intercambio de aguas subterráneas (pérdida o ganancia) es calculado como:

$$F = X2 \left(\frac{R}{X3}\right)^{7/2} \quad (22)$$

donde: R es el nivel del tanque de transferencia.

El nivel del tanque de transferencia se actualiza sumando la salida de Q_9 del hidrograma $UH1$ y F:

$$R = \max\,(0; R + Q_9 + F) \quad (23)$$

Entonces, esto implica una salida Q_r dada por:

$$Q_r = R\left\{1 - \left[1 + \left(\frac{R}{X3}\right)^4\right]^{-1/4}\right\} \quad (24)$$

El nivel en el tanque se convierte en:

$$R = R - Q_r \quad (25)$$

La salida de Q_1 del hidrograma $HU2$ aplica en los mismos intercambios para dar la componente de flujo Q_d:

$$Q_d = \max(0; Q_1 + F) \quad (26)$$

El gasto final está Q dado por:

$$Q = Q_r + Q_d \quad (27)$$

5 Calibración del método GR4J

Para calibrar el modelo GR4J se delimitó una subcuenca de aportación a la única estación que registra datos de gasto dentro de la cuenca (estación hidrométrica 29010) (ver Figura 18), obteniendo para este caso un área de 1113 km² en la subcuenca, tomando como hipótesis que si se ajustan los parámetros del modelo GR4J a la subcuenca, estos serán representativos también de la cuenca de aportación al puente. La estación hidrométrica mencionada es administrada por el organismo federal CONAGUA, mediante el programa de Banco Nacional de Aguas Superficiales (CONAGUA-BANDAS, 2020). Posteriormente, se analizaron los datos de las estaciones climatológicas con influencia en la subcuenca de aportación y se seleccionaron los datos de precipitación en estas estaciones y los datos de gasto de la estación hidrométrica que coincidían en fecha. A pesar de que las estaciones climatológicas con influencia en la subcuenca inicialmente fueron: 30063, 27033, 27015, 7020, 27037, 30167, no en todos los casos se obtuvieron datos que coincidieran con la misma fecha, por lo que la estaciones con datos útiles para la calibración del modelo GR4J fueron las 7020, 27037 y 30167 (ver Figura 19, Figura 20 y Figura 21). Igual que en la cuenca, las selección de estaciones climatológicas con influencia en la subcuenca se realizó mediante el trazo de los polígonos de Thiessen, mismos que se pueden ver en la Figura 18. En la Tabla 4 se pueden ver las áreas correspondientes a las estaciones climatológicas con influencia en la subcuenca.

Para la optimización de ajuste de los parámetros de la Tabla 3 se usó el método directo de búsqueda de patrones (Direct method of pattern search, en inglés), el cual, consiste de una familia de métodos de optimización numérica que no requieren del gradiente del problema para ser optimizados, por lo tanto, puede ser usado en funciones que no son continuas ni diferenciables, como es el caso del método GR4J. Después de aplicar el método mencionado, con una aplicación de mathlab de acceso abierto (Tarik Benkaci, 2021), se obtuvieron los valores de los parámetros de ajuste que se muestran en la Tabla 5. En la Figura 22 se puede ver el gasto registrado en la estación hidrométrica y el gasto simulado usando los parámetros estimados para el modelo GR4J.

Para verificar la bondad de ajuste de los parámetros de la Tabla 5 se utilizó el criterio de eficiencia de Nash (Nash y Sutcliffe, 1970), el cual es un criterio adimensional entre el gasto registrado y el simulado, esto es:

$$\mathrm{NSE} = \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}(Q_{i_{obs}} - Q_{i_{sim}})^2}{\sum_{i=1}^{n}(Q_{i_{obs}} - Q_{i_{moy}})^2}\right) \quad (28)$$

donde $Q_{i_{sim}}$ es el ith gasto simulado, $Q_{i_{obs}}$ es el gasto observado, $Q_{i_{moy}}$ es el gasto observado promedio y n es el tamaño de la muestra (372 datos útiles en este caso). Después de la optimización se obtuvo un criterio de eficiencia de Nash de -0.8655, el cual se consideró como razonable, ya que para un modelo con eficiencia perfecta se toman los extremos del rango -1 a 1, es decir, -1 o 1. En la Figura 23 se puede observar la dispersión de los datos observados y los simulados.

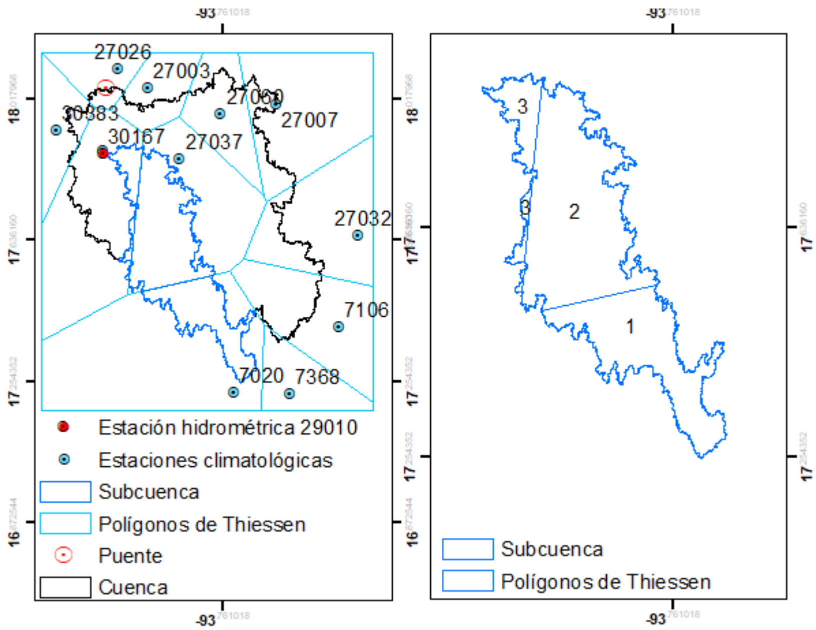


Figura 18 Subcuenca de aportación a la estación hidrológica 29010, estaciones climatológicas útiles con influencia a la subcuenca y polígonos de Thiessen asociados.

Tabla 4 Áreas asociadas a las estaciones climatológicas con influencia al punto de la estación hidrológica 29010.

No.	**Área (km²)**	**Estación climatológica asociada**
1	375.17	07020
2	626.86	27037
3	112.74	30167

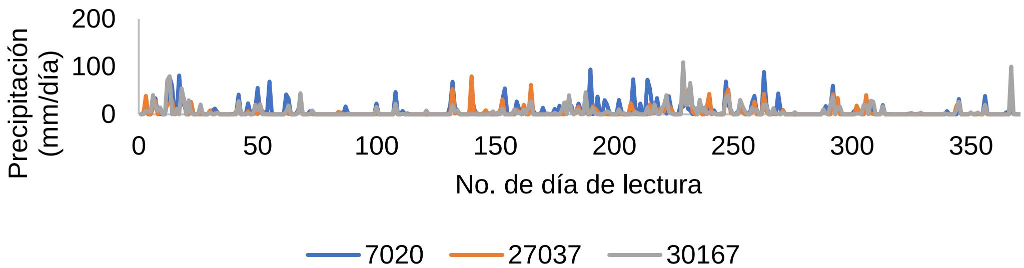


Figura 19 Precipitación en las estaciones climatológicas 7020, 27037 y 30167 correspondientes al mismo día de lectura dentro de la cuenca de aportación a la estación hidrométrica 29010.

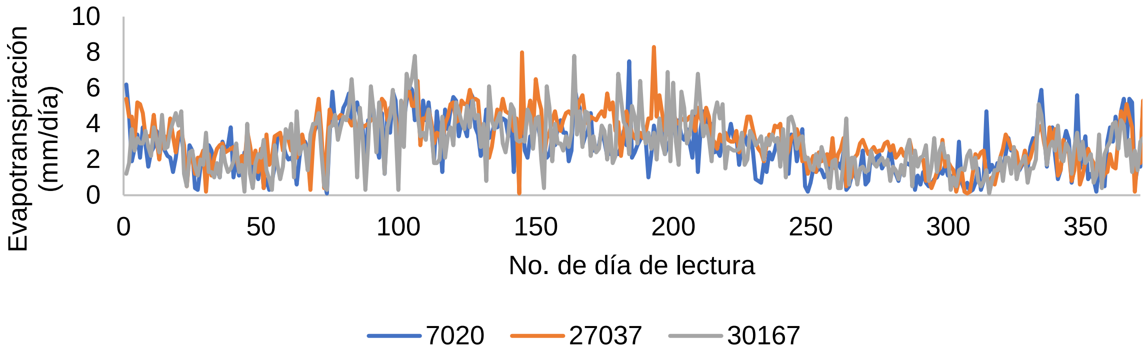


Figura 20 Evapotranspiración en las estaciones climatológicas 7020, 27037 y 30167 correspondientes al mismo día de lectura dentro de la cuenca de aportación a la estación hidrométrica 29010.

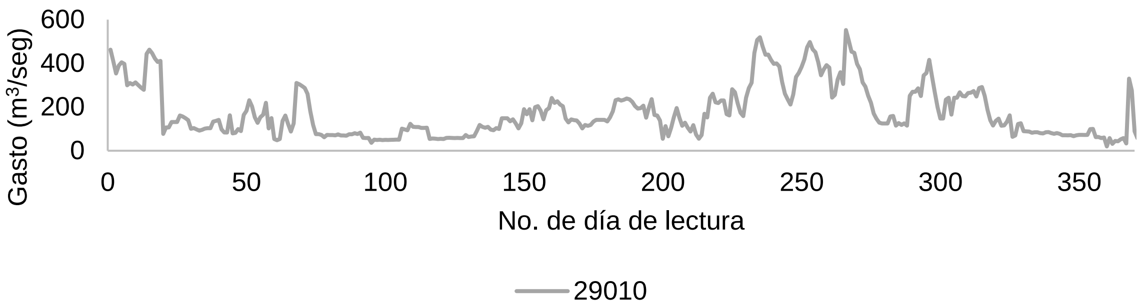


Figura 21 Gasto en la estación hidrométrica 29010.

Tabla 5 Parámetros de ajuste del modelo GR4J (ajustados con la subcuenca)

$X1$ **(mm)**	$X2$ **(mm)**	$X3$ **(mm)**	$X4$ **(mm)**
1.90	-15.20	800.00	7.00

6 Modelado de dependencia entre estaciones por teoría de cópulas

En 1959, Sklar (1959) probó un teorema que expresa la probabilidad de distribución conjunta de cualquier conjunto de variables en términos de una cópula adecuada (estructura de dependencia) y las correspondientes distribuciones marginales (distribuciones univariadas). Para caracterizar la correlación de las estaciones climatológicas que se encuentran dentro de la cuenca se utilizó el teorema mencionado, ya que se ha demostrado que es una buena herramienta para modelar la dependencia de precipitaciónes (Yan, 2006; Genest y Favre, 2007). La definición de Cópula es la siguiente: si C_β es una función de distribución con función de densidad c_β sobre [0,1] x [0,1] para el parámetro de cópula β ϵ R. Se puede denotar (G_1, G_2) como las variables aleatorias y (F_1, F_2), (f_1, f_2) como las respectivas funciones de distribución y densidad marginales. Si (G_1, G_2) proviene de una cópula C_β para algún β, entonces la función de distribución conjunta de (G_1, G_2) está dada por:

$$F(G_1, G_2) = C_\beta\big(F_1(G_1), F_2(G_2)\big) \qquad G_1, G_2 \geq 0 \tag{29}$$

donde β representa el parámetro de dependencia entre las variables G_1 y G_2. Su correspondiente generador $\varphi_o(g)$ y transformada de Lapace son:

$$\varphi_\beta(g) = (-\ln g)^{1/\alpha} \tag{30}$$

$$\varphi_\beta{}^{-1}(s) = \exp(-s^\alpha) \tag{31}$$

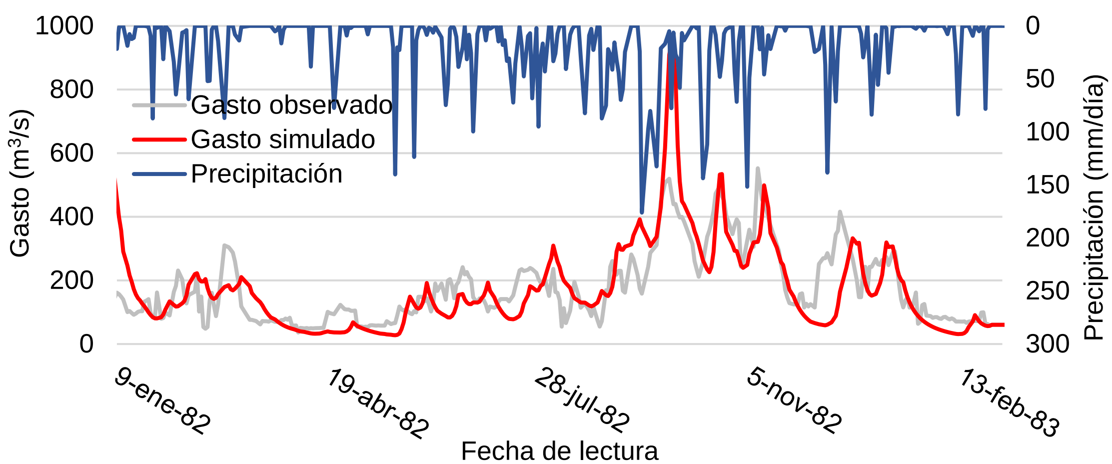


Figura 22 Comparación de datos registrados de gasto en la estación 29010 con los gastos simulados del modelo GR4J.

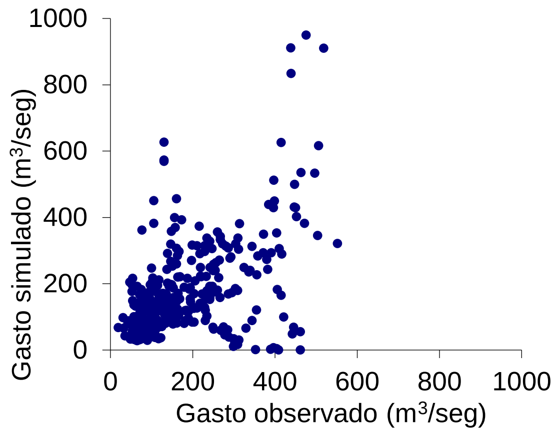


Figura 23 Gasto observado en estación hidrométrica 29010 vs gasto simulado.

A continuación se describe la Cópula bivariada de Gumbel (Gumbel, 1960), ya que es la que se usó para modelar la dependencia entre estaciones climatológicas:

$$C_\beta(u,v) = \exp\left\{-[(-\ln u)^{\frac{1}{\beta}} + (-\ln v)^{\frac{1}{\beta}}]^{\beta}\right\} \quad (32)$$

donde (u,v) es el vector correlacionado uniforme, $0<\beta<\infty$. Valores pequeños de β producen baja correlación de G_1 y G_2, y estos son dependientes cuando $\beta \to \infty$. Como la generación de intensidades de lluvia aleatorias en la cuenca de aportación al puente tiene que tomar en cuenta la dependencia entre estaciones climatológicas, el modelado de esta se realizó por medio de la teoría de cópulas. La ventaja más importante de usar este modelo es que es posible ajustar las distribuciones marginales independientemente de la estructura de dependencia y que éstas pueden ser distintas (las funciones de distribución marginales de las estaciones se pueden ver en la Tabla 7). En el presente trabajo se usó la cópula de Gumbel. Para tener una estimación del grado de dependencia entre los registros en las estaciones climatológicas se utilizó el coeficiente de correlación de Pearson (ρ) (ecuación 33) por su simplicidad, esto con el fin de tener una idea del grado de dependencia en cada par de estaciones (ver Tabla 6). Los datos de precipitación aleatorios se generaron a partir de la estación con las precipitaciones más altas (27003) mediante cópulas de Gumbel que asocian esta estación con las restantes dentro de la cuenca, la cópula de Gumbel para el par de estaciones 27003-27015 se puede ver en la Figura 24 y los parámetros de las cópulas usadas se pueden apreciar en la Tabla 8. Finalmente, se utilizó el promedio de éstas para calcular el gasto en el punto del puente mediante el modelo hidrológico GR4J antes calibrado. El modelo hidrológico GR4J tiene como datos de entrada la precipitación y la evaporación, sin embargo, se puede ver en la Tabla 9 que en todas las estaciones el índice de correlación lineal es muy cercano a cero, lo cual indica que el valor de evaporación tiene baja variación, por lo tanto se puede tomar como un valor constante; en este caso se tomó el valor medio correspondiente a cada estación, lo cual también es recomendado por Barco *et al*. (2000) y Chávez y Jaramillo (1999).

Tabla 6 Matríz de correlación lineal de lecturas de precipitación en pares de estaciones climatológicas.

	Precipitación (mm/día)						
Estación	**7020**	**7106**	**27003**	**27007**	**27015**	**27026**	**27032**
27003	0.188	0.307	1.000	0.484	0.414	0.629	0.525
	27033	**27037**	**27060**	**30063**	**30167**	**30172**	**30327**
	0.791	0.218	0.253	0.464	0.402	0.448	0.254

$$\rho_{x,y} = \frac{cov(x,y)}{\sigma_x \sigma_y} \quad (33)$$

7 Proceso de Poisson para el modelado de tiempos de llegada de precipitaciones simuladas

Para estimar el número y magnitudes de los eventos hidrológicos que pueden demandar al puente dentro de los 75 años que comprende su vida de servicio, según las recomendaciones de la AASTHO (2019), se aplicó un proceso de Poisson a los datos de precipitación de la estación generadora de eventos para encontrar los tiempos de espera y número de eventos esperados. En la Figura 25 se puede apreciar la probabilidad de que una intensidad de lluvia se presente en un año cualquiera; la Figura 26a presenta el tiempo de interllegada de eventos en intervalos de 50 mm/día en la estación generadora de precipitaciones y la Figura 26b presenta el número de eventos en intervalos de 50 mm/día que se presentarían en la vida de servicio del puente suponiendo que éstos se pueden modelar mediante un proceso de Poisson. La magnitud más alta registrada en las

estaciones que se encuentran dentro de la cuenca corresponde a aquella en la estación climatológica 27003, para una intensidad de 518 mm/día. La técnica de Monte Carlo se aplicó a la estación generadora de eventos, ajustando una función de distribución de probabilidad (ver Tabla 7) a su historia de datos y después generando valores aleatorios de dicha distribución. Se puede ver en la Figura 26b que solo se espera un evento de este tipo en la vida de servicio del puente. La mayor fecuencia de eventos hidrológicos corresponde a aquellos de magnitudes bajas, esto es de 0 a 50 mm/día, y se puede ver que su tiempo de llegada es de $10^{-1.5}$ años (11 días) y se esperan alrededor de 6300 eventos de este tipo dentro de la vida de servicio del puente. Con el fin de encontrar historias de eventos correspondientes a un periodo de 75 años se condicionaron los eventos aleatorios generados a que no excedieran el número de eventos esperados mediantes el proceso de Poisson. Se despreciaron precipitaciones que fueran menores a la evaporación media o que la velocidad del flujo fuera menor aquella velocidad de movimiento incipiente de las partículas del suelo.

Tabla 7 Distribuciones marginales de precipitación en estaciones climatológicas.

Estación	**Distribución**	**Parámetro de escala**	**Parámetro de forma**	**Parámetro de umbral**	**Chi cuadrada**
7020	Pareto generalizada	0.3792	10.4437	1	Aceptado
7106	Pareto generalizada	0.4353	11.6143	1	Aceptado
7368	Pareto generalizada	0.4996	8.0306	1	Aceptado
27007	Pareto generalizada	0.2863	10.7902	1	Aceptado
27015	Pareto generalizada	0.2860	10.9241	1	Aceptado
27026	Pareto generalizada	0.0975	14.8675	1	Aceptado
27032	Pareto generalizada	0.0990	16.4944	1	Aceptado
27033	Pareto generalizada	0.2669	10.6335	1	Aceptado
27037	Pareto generalizada	0.4057	9.3152	1	Aceptado
27060	Pareto generalizada	0.2422	10.9373	1	Aceptado
30063	Pareto generalizada	0.1785	14.9453	1	Aceptado
30167	Pareto generalizada	0.3739	10.2504	1	Aceptado
30172	Pareto generalizada	0.2482	11.5643	1	Aceptado
30327	Pareto generalizada	0.4757	10.0877	1	Aceptado
30383	Pareto generalizada	0.2886	9.7447	1	Aceptado

8 Modelado de tiempo de espera entre eventos

Si $T_1, T_2, T_3, \dots$ son variables aleatorias, tales que representan: T_1 el tiempo entre el inicio del proceso de Poisson y el primer evento, T_2 es el tiempo de inter-llegada entre el primer evento y la llegada del segundo evento, T_3 el tiempo de inter-llegada entre el tercer evento y el cuarto; y así sucesivamente.

La función de distribución de probabilidad acumulada de la variable aleatoria T_i, la cual representa el tiempo de inter-llegada entre la $(i-1)th$ y la $(i)th$ llegada es:

$$F_{T_1}(t) = P(T_1 \leq t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (34)$$

Es decir, $P(T_1 \leq t)$ da la probabilidad de que un tiempo de interllegada entre llegadas consecutivas sea menor o giual a un valor t. De la ecuación 35 se puede ver que los tiempos de

llegada de intensidades de tormenta se consideran con distribución exponencial, con función de densidad de probabilidad:

$$f_{T_1}(t) = \frac{dF}{dt} = \lambda e^{-\lambda t} \quad (35)$$

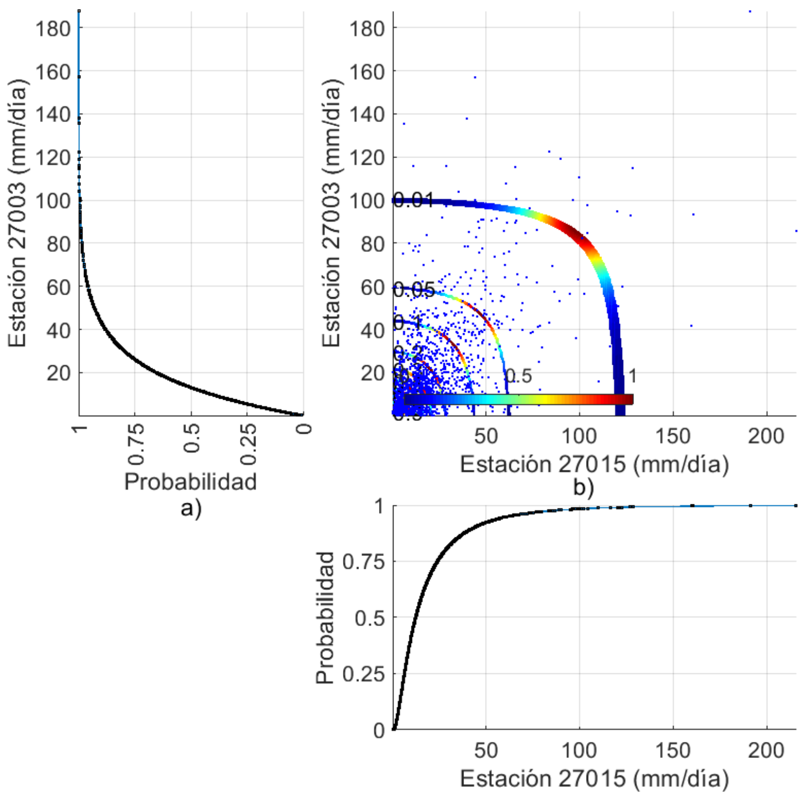


Figura 24 a) Función de distribución de probabilidad marginal de la estación climatológica 27003; c) Función de distribución de probabilidad marginal de la estación climatológica 27015 y b) Función de distribución de probabilidad conjunta para el par 27003-27015 P(X>x,Y>y). Los puntos negros son datos observados con sus correspondientes isolíneas de probabilidad, calculada con Sadegh *et al.*, (2017).

Tabla 8 Parámetro de cópula de Gumbel.

Combinación	Parámetro de Cópula (*β)*
27003- 27033	2.1701
27003- 27037	1.2854
27003- 30167	1.7517
27003- 30172	1.5087
27003- 27007	1.6738
27003- 27032	1.4795
27003- 7020	1.2128
27003- 27026	2.0184
27003- 30063	1.4883
27003- 27015	1.7389
27003- 7106	1.1986
27003- 7368	1.0280

Tabla 9 Correlación lineal entre precipitación y evaporación en estaciones.

Estación	Índice de Pearson	Evaporación media (mm/día)
7020	0.0245	3.22
7106	0.1157	3.75
7368	0.2036	3.11
27007	0.0014	3.49
27015	0.0546	3.15
27026	-0.0680	3.37
27032	-0.0469	3.33
27033	0.0045	3.29
27037	-0.0080	3.39
27060	0.1063	3.69
30063	0.0284	3.23
30167	0.0741	3.22
30172	0.0253	3.22
30327	0.1234	3.10
30383	0.1198	3.18

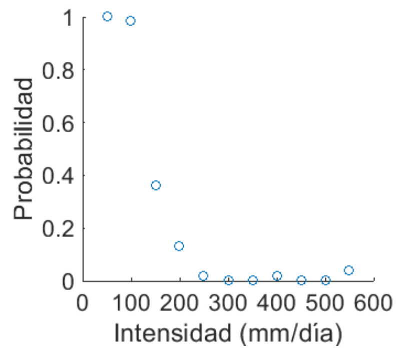


Figura 25 Probabildad de ocurrencia de un evento en función de su magnitud en un año cualquiera.

9 Cálculo de tiempos de inter llegada con proceso de Poisson

Para calcular tiempos de inter llegada de los eventos hidrológicos es necesario resolver la función inversa de la función de distribución de probabilidad acumulada; esta función inversa se puede resolver para probabilidades aleatorias de tiempos de llegada distribuidas uniformemente en (0,1). La función inversa de la ecuación 35 es la ecuación 36. En la Figura 27 se pueden ver los eventos de precipitación condicionados a sus tiempo de llegada para un tiempo de 75 años (vida de servicio del puente). El modelo GR4J fue alimentado con esta historia de precipitaciones para obtener los gastos que se muestran en la Figura 28.

$$F_T^{-1}(t) = -\frac{\ln(1-t)}{\lambda} \qquad (36)$$

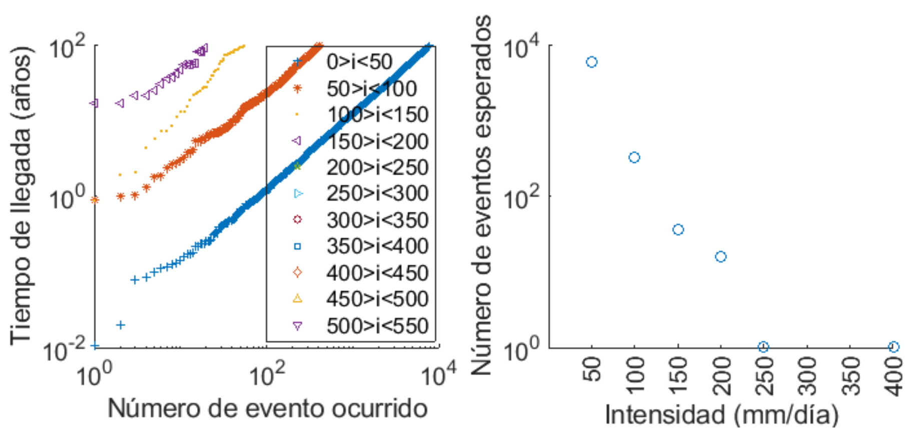


Figura 26 Tiempo de llegada de eventos (inciso a) y número de eventos esperados (inciso b).

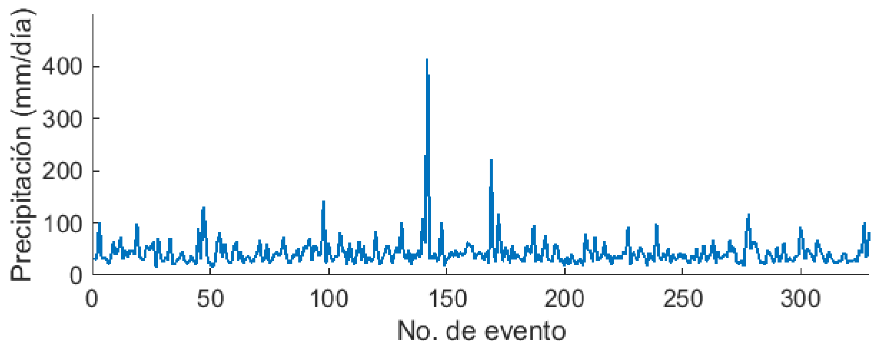


Figura 27 Historia de precipitación promedio modelada mediante proceso de Poisson para un tiempo de 75 años. No

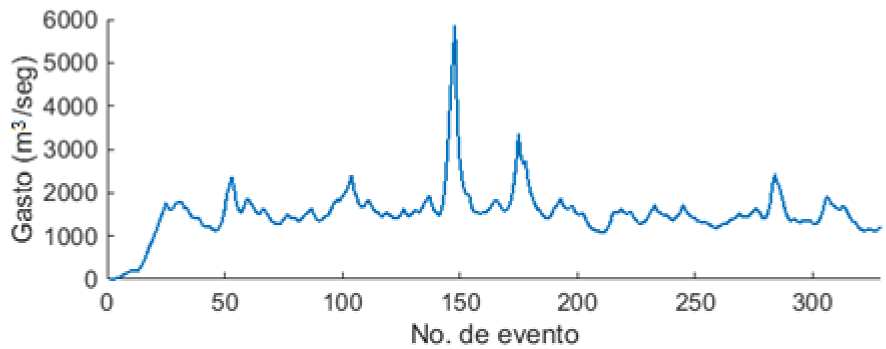


Figura 28 Historia de gastos obtenidos de las precipitaciones simuladas en el modelo GR4J asociados a un tiempo de 75 años mediante proceso de Poisson.

Finalmente, la velocidad del flujo y el tirante hidráulico se puede calcular mediante la ecuación de Manning (37), usando un método recursivo con el área trapezoidal equivalente. Los tirantes de flujo y velocidad media correspondientes a la historia de precipitaciones simulada se pueden ver en la Figura 29 y en la Figura 30.

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \tag{37}$$

donde Q es el gasto, A es el área de la sección transversal del área hidráulica, n es el número de rugosidad de Manning (se toma como 0.01), R_h es el radio hidráulico, S es la pendiente medida en campo con valor de 0.0007 (SCT, 2011). Considerando el área de cruce de río trapezoidal equivalente antes mencionada esta ecuación queda:

$$Q = \frac{y(b+z)}{n} \left[\frac{y(b+z)}{b + 2\sqrt{(yz)^2 + y^2}} \right]^{2/3} S^{1/2} \tag{38}$$

donde y es el tirante del flujo, b es la base del área trapezoidal y z es la relación de aspecto horizontal. Finalmente, la velocidad V_m se calculó con la ecuación de continudidad:

$$Q = V_m A \quad (39)$$

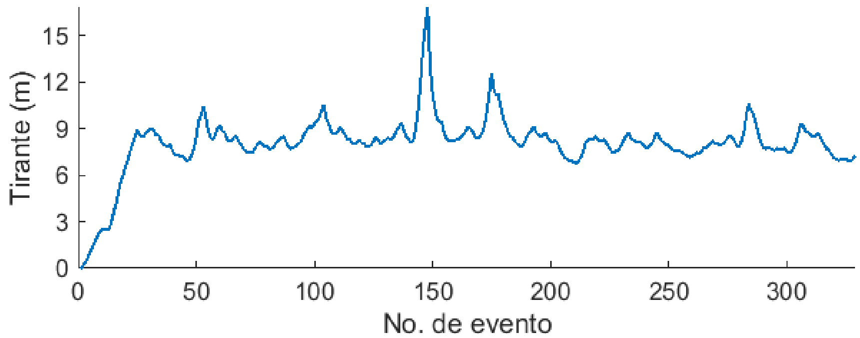


Figura 29 Historia de tirantes para un tiempo de 75 años mediante proceso de Poisson.

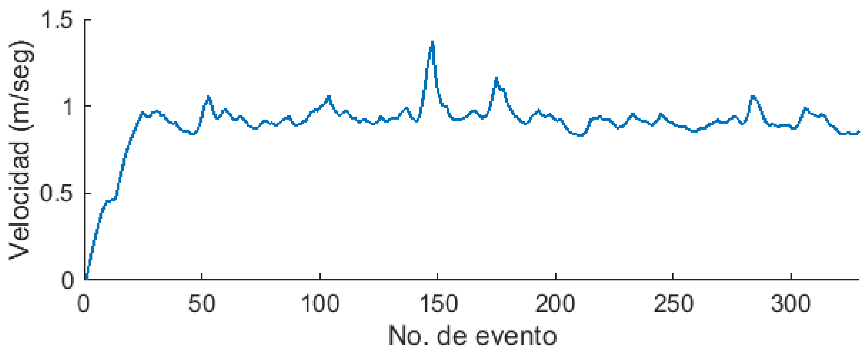


Figura 30 Historia de velocidades para un tiempo de 75 años mediante proceso de Poisson.

10 Cálculo de profundidad de socavación

La profundidad de socavación correspondiente a la historia de precipitaciones simulada se puede ver en la Figura 31, ésta se calculó en la pila C5 mediante la ecuación propuesta por Richardson y Davis (2001) (ecuación 40); esta ecuación calcula la máxima socavación que un evento puede generar (socavación de equilibrio) y no toma en cuenta qu e el suelo se puede recuperar mediante el depósito de sedimentos en el área socavada. La profundidad de socavación de diseño se puede tomar como la acumulada (ver Figura 32).

$$\frac{d_s}{y} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{y}\right)^{0.65} Fr^{0.43} \quad (40)$$

donde d_s es la máxima profundidad de socavación, K_1, K_2, K_3 y K_4 son factores de corrección por geometría de la pila, ángulo de ataque del fluido, tipo de duna y tamaño del material del lecho del río; a es el diámetro de la pila, Fr es el número de Froude , calculado como $\frac{V_m}{\sqrt{gy}}$; V_m es la velocidad media aguas arriba, g es la aceleración de la gravedad.

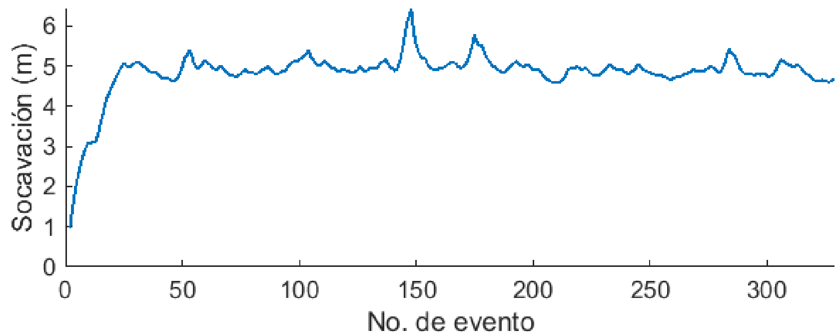


Figura 31 Socavaciones simuladas en la vida de servicio del puente.

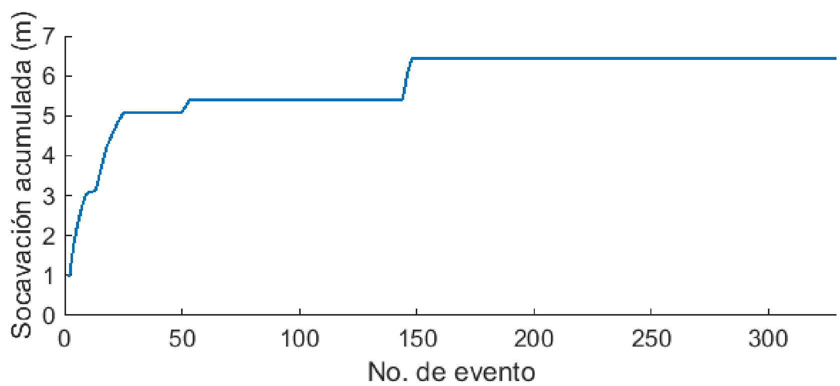


Figura 32 Socavación acumulada.

11 Conclusiones y recomendaciones

La delimitación de la cuenca de aportación al puente, subcuenca de aportación a la estación hidrometeorológica y área transversal del río en el sitio del puente mediante modelos digitales de elevación (MDE) ofrece gran facilidad para estudios por socavación, en especial el cálculo del área transversal del puente, ya que como el MDE usado aquí tiene una resolución de 12.5 m y el área transversal del río es considerablemente más grande, se logró una buena aproximación al cálculo realizado por levantamiento topográfico en campo del área transversal del río en SCT (2011).

Estimar el gasto en el sitio de un puente donde no existe estación de aforo generalmente implica el manejo de incertidumbres relacionadas a la precipitación, filtración del suelo y evapotranspiración entre otras debido a que el proceso precipitación-escurrimiento es complejo; mediante el uso del modelo GR4J se tomaron en cuenta estas incertidumbres, ya que se ajustan parámetros que están en función de estas en una subcuenca para después aplicarlo en la cuenca principal. Este es un procedimiento que puede aplicarse en otros casos de estudio, ya que el cálculo del gasto en el sitio del puente al que se va a hacer un análisis por socavación es primordial y las estaciones de aforo son limitadas.

La modelación de la dependencia entre precipitaciones de estaciones climatológicas es primordial para generar eventos aleatorios que sean representativos del proceso de precipitación en la cuenca de aportación al puente; en este artículo esta dependencia se tomó en cuenta mediante el índice de correlación lineal aplicado a pares y la generación de eventos aleatorios en pares se realize

con la teoria de cópulas bivariadas; este procedimiento resultó satisfactorio en el sentido de que los índices de correlación simulados eran muy cercanos a aquellos calculados en los pares de estaciones y su facilidad de programarlo. Como demostración, en este artículo se usó la estación que registró el mayor dato de precipitación en su historia para que por medio de una copula de Gumbel y el índice de correlación generar los datos correspondientes en las otras estaciones.

Para el caso de estudio presentado aquí se realizó una simulación de un proceso de Poisson en función de las magnitudes de precipitación que se podrían presentar en la duración de la vida de servicio del puente y se calculó la historia de gastos, tirantes y velocidad media; todo esto con el fin de utilizar el método de Richardson y Davis (2001) para calcular profundidades de socavación. Estas profundidades calculadas son las máximas que un evento puede causar considerando que la precipitación simulada cae uniforme en las 24 hrs del día, esto porque la información de precipitación en las estaciones de aforo consideradas aquí es diaria. Se recomienda generar multiples historias aleatorias de precipitaciones para tomar en cuenta la mayor cantidad de eventos posibles.

La metodología presentada en este trabajo permite hacer evaluaciones para caracterizan el peligro schidrológico en la zona de ubicación de un puente. Con esto, es posible hacere una mejor determinación de la socavación local de un puente durante su vida de servicio, reduciendo las suposiciones en lo que tiene que ver con el estudio hidrológico, ya que al ajustar el modelo GR4J con valores de intensidad de lluvia y gasto de salida de la cuenca, se calculan automáticamente la escorrentia, filtración y evapotranspiración; datos que comúnmente son los más difíciles de proponer en estudios hidrológicos.

REFERENCIAS

1. AASHTO. (2019). LRFD bridge design specification (7th ed.). Washington, D.C: AASHTO.

2. Barco, J., Cuartas, A., Mesa, O., Poveda, G., Vélez, J., Mantilla, R., Hoyos, C., Mejía, J. F. y Botero, B. (2000). Estimación de la evaporación en Colombia*. Revista Avances en Recursos Hidráulicos*, num. 7, noviembre.

3. Cháves, B. y Jaramillo, A. (1999). Regionalización de la temperatura del aire en Colombia. *Revista Avances en Recursos Hidráulicos*, num. 6.

4. CONAGUA -SMN. (2020). Estaciones Climatológicas en Google Earth. CONAGUA, *Servicio Meteorológico Nacional. México: CONAGUA.* Disponible en http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=42: normales-climatologicas-por-estacion&catid=16:general&Itemid=75.

5. CONAGUA-BANDAS (2020). Banco de Aguas Superficiales. Comisión Nacional del Agua. Disponible en https://app.conagua.gob.mx/bandas.

6. Cruz, J.G., Frías, A., y Gómez-Soberón, C. (2017). Una revisión de puentes colapsados por socavación. *XXI Congreso Nacional de Ingenería Estructural*. México.

7. Suazo, D., Silva, W y Rivera, J. (2013). Methodology for Scour Evaluation of US Army Installation Bridges. US Army Corps of Engineers. Engineer Research and Development Center.

8. Frías, R. (2014), Experiencias de desastres de puentes en México, *III Seminario internacional de puentes*, Asociación Mexicana de Vías Terrestres, A.C.

9. Freyssinet. (2014). Folleto de reconstrucción del puente Coyuca I. Disponible en http://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinet_mx.nsf/sb/reconstruccion.puente-coyuca-i.

10. Genest, C., Favre, A. C. (2007). Everything You Always Wanted to Know About Copula Modeling but were Afraid to Ask, *Journal of Hydrologic Engineering*.

11. Gumbel, E. J. (1960). Bivariate Exponential Distributions, *Journal of the American Statistical Association*.

12. Imhof, D. (2004). Risk assessment of existing bridge structures, Cambridge University, UK. Wardhana, K., Hadipriono, F.C. (2003), Analysis of recent bridge failure in the United States, ASCE.

13. JBS trust. (2013). Flood and scour related failure incidents at railways assets, *JBS trust*, Project W13-4224.

14. Melville, B. W., Coleman, S. E. (2000). Bridge Scour. Highlands Ranch, Colo. *Water Resources Publications*, LLC.

15. Nash, J. y Sutcliffe, J.V. (1970). River flow forecasting through conceptual models. Part I -A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 27(3).

16. Park J.H., Kwak K., Lee J.H., y Chung M. (2012)., Scour vulnerability evaluation of pile foundations during floods for national highway bridges, *6th International Conference on Scour and Erosion*.

17. Perrin, C., Michel, C y Andréassian, V. (2003) Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation. *Journal of Hydrology*.

18. Sadegh, M., Ragno, E. y AghaKouchak, A. (2017). MvDAT: Multivariate Dependence Analysis Toolbox, *Water Resources Research*, 53, doi:10.1002/2016WR020242.

19. SCT. (2011). Ficha técnica de reconstrucción del puente Tonalá. Secretaría de comunicaciones y transportes. Dirección General de Carreteras Federales. Centro S.C.T Tabasco.

20. SCT. (2014). Ficha técnica de reconstrucción del puente Coyuca I. Secretaría de comunicaciones y transportes. Dirección General de Carreteras Federales. Centro S.C.T Guerrero.

21. Sklar, A. (1959). Fonctions de rèpartition á n dimensions e leurs marges. *Publications de l'Institut de Statistique de l'Univiversit*è *de Paris*.

22. Wardhana K., y Hadipriono F.C. (2003), "Analysis of recent bridge failure in the United States", *ASCE*.

23. Yan, J. (2006). Multivariate Modeling with Copulas and Engineering Applications. In Pham, H. (Ed.), *Handbook in Engineering Statistics*, first edn, Springer, New York.

24. US ARMY Corps of engineers. (2013). Methodology for scour evaluation of US Army installation bridges. *Engineering Research and Development Center*.

25. Rivera, D., Echavarría, A y Pacheco, M. (2006). Daños observados en puentes durante el paso del huracán Stan. *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Jalisco, México.

26. Richardson, E. V., y Davis, S. R. (2001). Evaluating scour at bridges (4th ed.). Hydraulic Engineering Circular No.18, Publication No. FHWA NHI 01-001. Washington, DC: United States Department of Transportation, Federal Highway Administration.

27. Tarik Benkaci (2021). GR4J Rainfall Runoff Model (Deterministic and Stochastic Methods) with Matlab (https://github.com/TBenkHyd2/Hydrological_Models), GitHub.